

# Un intervento di demolizione e ricostruzione di edifici residenziali in C.A. mediante isolamento sismico alla base

## Demolition and reconstruction with seismic base isolation of residential RC buildings

Angelo De Cocinis<sup>1</sup>, Sara Ferrari<sup>2</sup>, Paolo Pederzini<sup>3</sup>, Cinzia Franchini<sup>4</sup> ■

### Sommario

In questo contributo sono descritti svariati dettagli riguardanti un intervento di demolizione di tre fabbricati residenziali in c.a. (complessivamente 24 appartamenti), situati nel comune di L'Aquila in località Pettino (AQ) e la loro successiva ricostruzione basata non solo su sistemi avanzati di protezione sismica, ma anche su criteri di contenimento dei consumi energetici tramite l'ausilio di moderne tecnologie. Il buon esito del lavoro è stato reso possibile grazie ad un proficuo e costruttivo confronto con tutti gli enti interessati alla ricostruzione, Fintecna, Consorzio Reluis, Cineas, gli uffici competenti del Comune de L'Aquila e del Genio Civile, con i quali il progettista ha avuto modo di confrontarsi, analizzare tutti i passaggi particolarmente complessi sia sul piano tecnico, sia su quello amministrativo, discutere, e infine dimostrare, attraverso un progetto di miglioramento sismico, che la soluzione economicamente più conveniente fosse proprio quella legata alla demolizione ed alla successiva ricostruzione dei fabbricati.

**Parole chiave:** Isolamento alla base, adeguamento sismico, edifici esistenti, strutture in c.a. edifici residenziali.

### Abstract

*Various details concerning the demolition and the subsequent reconstruction, based on a seismic base isolation solution, of three residential buildings in high seismicity zone in central Italy are described in this paper.*

*The design of the new buildings included not only an advanced seismic isolation system, but it also satisfied the requirements related to compatibility and energy conservation criteria.*

*The aim of the work has been achieved essentially through constructive discussions and confrontations with the authorities involved in the reconstruction (Fintecna, Reluis, Cineas, Municipality of the city of L'Aquila, Civil engineers). The designer of the structures, through a critical deep examination of each technical and administrative step of the work, showed to the authorities that the most economical solution was to demolish and to reconstruct the buildings including modern seismic design criteria.*

**Keywords:** Base isolation, seismic retrofit, existing buildings, RC structures, residential buildings.

### 1. Introduzione

Nel presente lavoro sono descritti diversi dettagli di un intervento di adeguamento sismico effettuato su tre edifici residenziali in calcestruzzo armato (c.a.), comprendenti un totale di 24 appartamenti, situati nel comune di L'Aquila in località Pettino (AQ).

Lo studio dell'adeguamento sismico, passato attraverso il positivo confronto con gli enti interessati alla ricostruzione, quali Fintecna, Consorzio Reluis, Cineas, gli uffici competenti del Comune de L'Aquila e del Genio Civile, si è sviluppato prevedendo un intervento di demolizione e succes-

siva ricostruzione degli edifici includendo efficaci criteri di protezione sismica (isolamento alla base) ed il soddisfacimento di quelli legati al risparmio energetico. La perizia e la progettazione relativa al consolidamento sono iniziate non appena emanate le prime Ordinanze (Ord. 3790 del 9 luglio 2009) riguardanti gli edifici dichiarati inagibili (con inagibilità di tipo "E"), quindi già nel luglio del 2009, in modo da poter essere presentate a Fintecna nel febbraio del 2010. Esse sono state poi definitivamente ammesse a contributo nell'Ottobre del 2011.

<sup>1</sup> Ingegnere Titolare StudioDEG, Via G. Astengo, 11 - 40017 San Giovanni in Persiceto (BO) - ✉ [angelo.decocinis@studiodeg.it](mailto:angelo.decocinis@studiodeg.it)

<sup>2</sup> Ingegnere collaboratrice StudioDEG - ✉ [sara.ferrari@studiodeg.it](mailto:sara.ferrari@studiodeg.it)

<sup>3</sup> Ingegnere collaboratore StudioDEG - ✉ [paolo.pederzini@studiodeg.it](mailto:paolo.pederzini@studiodeg.it)

<sup>4</sup> Ingegnere collaboratrice StudioDEG - ✉ [cinzia.franchini@studiodeg.it](mailto:cinzia.franchini@studiodeg.it)

Il progetto esecutivo iniziale di miglioramento sismico è stato studiato in dettaglio ed affinato con analisi e confronti tecnici di elevato profilo professionale, grazie ai ricercatori Reluis, in particolare sviluppando diverse ipotesi di intervento e valutandone i costi associati. Dopo attente e scrupolose analisi, il progettista ha potuto dimostrare la convenienza a demolire e ricostruire.

La caratteristica peculiare del progetto dei nuovi fabbricati è l'interfaccia di isolamento sismico costituita da una serie di isolatori elastomerici a miscela morbida, in teoria in grado di consentire la piena funzionalità delle strutture anche in caso di sisma. Non è banale rimarcare come questa tecnologia, solitamente utilizzate per strutture strategiche e casi particolarmente rilevanti, è qui impiegata tramite un'iniziativa privata nel caso di fabbricati ad uso residenziale.

L'attenzione particolare durante la fase progettuale, l'ottimizzazione dei costi in relazione alle fasi costruttive, oltre a particolare attenzione ed impegno da parte dell'impresa esecutrice, hanno permesso di realizzare l'intervento interamente tramite i finanziamenti concessi dalle strutture commissariali. In aggiunta, la particolare tecnica di intervento è stata eseguita prestando molta attenzione non solo all'aspetto puramente strutturale (il sistema di isolamento alla base), ma dedicando una certa cura anche a quello architettonico. Da questo punto di vista, infatti, è stato realizzato un restyling finalizzato a garantirne un aspetto più moderno (Figura 1) e sono stati particolarmente curati i dettagli costruttivi che hanno permesso di limitare le fonti di rumore attive e passive.

Più in generale, è da rimarcare anche la dotazione impiantistica adottata, di concezione evoluta, che ha permesso di dedicare molta attenzione alle fonti di energia rinnovabili, sia per la produzione di acqua calda per usi sanitari, sia per la produzione di energia elettrica, ben oltre i minimi previsti dalle norme vigenti in materia.

Figura 1  
Confronto fra gli edifici esistenti a) e quelli ricostruiti b) con sistema di isolamento sismico alla base.



## 2. Stato di fatto: configurazione strutturale e analisi del danno

I tre edifici esistenti oggetto di studio (Figura 2) erano caratterizzati da una struttura originaria costituita da setti portanti in c.a. di spessore 25 cm posti lungo una sola direzione per l'intera lunghezza del fabbricato, con cinque solai fuori terra ed un solaio di copertura a più falde inclinate.

Più in dettaglio, i solai dal primo al quinto piano erano in latero-cemento di spessore 22 cm con orditura in direzione Est-Ovest ed in appoggio sui setti portanti. Il solaio di copertura, sempre in latero-cemento e di spessore 22 cm, era invece ordito secondo l'inclinazione della falda. I setti in c.a. risultavano collegati ad ogni piano da 3 travi in spessore di solaio di sezione 100 x 22 cm,; per tale motivo, la rigidità lungo il fuori piano dei setti è da considerare sicuramente molto più bassa rispetto alla direzione dei setti (Figura 3). Il vano scala in posizione centrale e di collegamento tra i due blocchi di fabbrica contenenti gli appartamenti era composto da rampe in c.a. di spessore 15 cm ancorate alle travi di piano, ai setti e al vano ascensore composto a sua volta da setti di circa 12 cm di spessore. Le fondazioni a trave rovescia avevano un piano d'imposta pari a -150 cm rispetto al pavimento finito. Dal punto di vista strutturale, l'edificio esistente è stato classificato, in accordo alle definizioni introdotte dall'attuale normativa (D.M.14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni), come una struttura a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti.

I fabbricati presentavano pertanto un comportamento sotto azione sismica fortemente disomogeneo: la presenza di setti in cemento armato con rigidità elevate in una direzione e telai con elementi fortemente snelli, quindi caratterizzati da bassa rigidità ed elevata deformabilità, nell'altra direzione, creavano una struttura la cui risposta dinamica risentiva fortemente dell'angolo di incidenza del sisma.

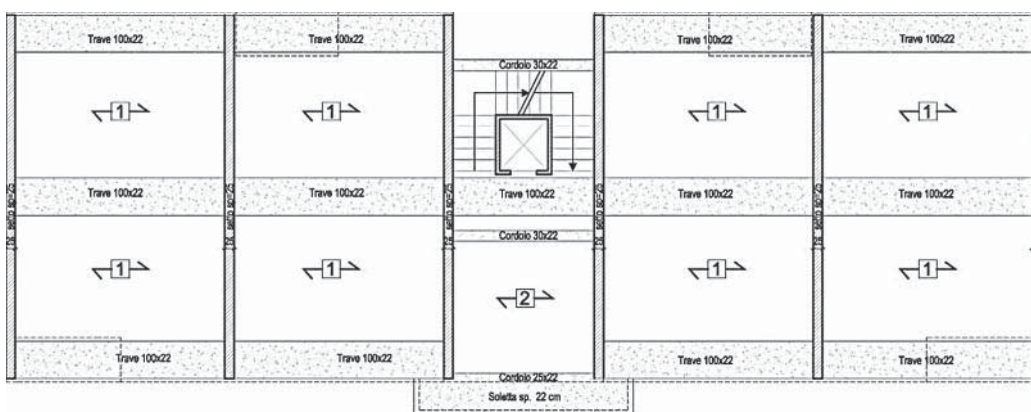


Figura 2  
I tre edifici esistenti oggetto di studio: la particolare struttura sismo-resistente e il diverso orientamento dell'edificio 1, ha generato, rispetto agli altri, una differente risposta sismica ed un danneggiamento meno accentuato.

Figura 3  
Configurazione strutturale degli edifici: si notino i setti in c.a. disposti lungo il lato corto che si elevano per tutta l'altezza del fabbricato e le travi di accoppiamento in spessore di solaio 100 x 22 cm particolarmente deformabili.

Ne consegue che il danno rilevato su fabbricati simili, ma diversamente orientati, a parità di intensità sismica, può essere notevolmente diverso, così come effettivamente è stato riscontrato in questo caso (si veda l'edificio 1 in Figura 2).

L'analisi dell'edificio e delle lesioni causate dal sisma è stata effettuata tramite sopralluoghi ed indagini in situ.

Il maggior danneggiamento strutturale si è riscontrato negli edifici 2 e 3 (Figura 4), con particolare concentrazione nella zona del vano scala e dei setti in c.a. a piano terra e primo piano. Essi risultavano gravemente compromessi con rotture e deformazioni residue particolarmente accentuate e con evidenti espulsioni di materiale (Figura 5). Sono state inoltre rilevate deformazioni torsionali sugli interi fabbricati, in particolare riscontrabili in maniera diretta sul nucleo del vano ascensore e sui setti strutturali, fortemente lesionati sul lato Nord alla quota del

pianerottolo intermedio delle scale tra piano terra e primo piano, in corrispondenza di una disomogeneità architettonico-strutturale in elevazione ed in pianta (Figura 6).

I setti in c.a. risultavano inoltre lesionati per taglio a livello del piano terra, ed in alcuni tratti anche per pressoflessione. Anche il nucleo del vano ascensore in c.a. in opera è stato fortemente danneggiato tra piano terra e primo piano, con parziale espulsione del calcestruzzo che ha lasciato esposta l'armatura.

I fenomeni deformativi erano ben evidenti anche sui tamponamenti interni ed esterni (Figura 7). Le lesioni più diffuse erano in corrispondenza del primo piano con andamento a croce o inclinato con espulsione parziale o totale localizzata di materiale.

Erano presenti inoltre fratture ad andamento orizzontale in corrispondenza dei solai di piano ad indicare un distacco dei tamponamenti dalla struttura portante ed evidenti danni a livello dei

Figura 4  
Rilievo di alcune lesioni  
esterne dell'edificio situato  
in Via Francia 28.

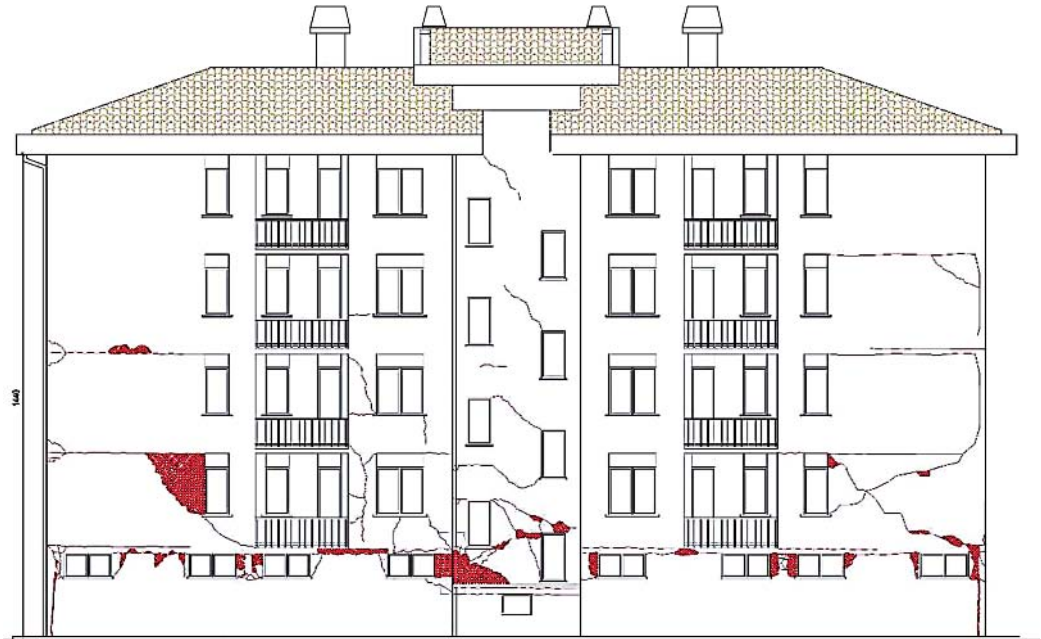


Figura 5  
Rilievo di alcune lesioni  
esterne dell'edificio 2  
(Figura 2): particolarmente  
concentrate nella zona del  
vano scala a piano terra.



Figura 6  
Rilievo di alcune lesioni  
esterne degli edifici 2 e 3  
(Figura 2): a) e via Francia  
28 b) del lato nord ovest.



Figura 7  
Rilievo di alcune lesioni degli  
edifici 2 e 3 (Figura 2):  
danneggiamento dei  
tamponamenti interni a) ed  
esterni b).





Figura 8  
Rilevato di alcune lesioni esterne dell'edificio 1 (Figura 2): danno rilevato meno esteso e di grado inferiore rispetto agli edifici 2 e 3.

garage con lesioni soprattutto nelle pareti esterne poste a Nord. È da rimarcare inoltre la presenza di deformazioni anche a livello dei solai del primo piano, dove si sono rilevati ingobbamenti dei pavimenti.

L'edificio 1, invece, grazie al differente orientamento in pianta rispetto agli altri edifici, è stato sottoposto ad un livello di danneggiamento globalmente minore (Figura 8).

### 3. Progetto di miglioramento sismico

Prima di entrare nella fase di progetto vera e propria, è stato necessario svolgere le seguenti fasi riguardanti lo stato di fatto:

- caratterizzare le proprietà meccaniche dei materiali esistenti attraverso il prelievo di un numero di carote di c.a. e di barre di acciaio congrue, in accordo alle disposizioni della Circolare 2 febbraio 2009 n.617;
- verificare la reale costituzione geometrica degli elementi sismo-resistenti e delle armature in esse contenute attraverso opportuni saggi e prove con laser scanner;
- caratterizzare le proprietà del sottosuolo sia in termini di portanza, sia di risposta sismica

attraverso prove penetrometriche in foro, CPTU e misure down-hole.

Dalle indagini effettuate, è stato riscontrato come la configurazione statica originaria del fabbricato costituisse la principale vulnerabilità dell'edificio stesso. La struttura originaria era infatti caratterizzata da alcune importanti carenze dovute in particolar modo alla distribuzione dei setti in c.a. disposti solo lungo la direzione Nord-Sud degli edifici 1 e 2 e collegati ortogonalmente da travi a spessore di solaio.

Gli edifici erano pertanto rigidi in una direzione e "flessibili" nell'altra, ragion per cui si è reso necessario all'interno del progetto di miglioramento sismico l'introduzione di nuovi elementi atti a rinforzare la struttura e a conferire maggior rigidità.

Tenendo conto di tale oggettiva carenza, si sono pertanto pianificate le seguenti fasi:

- riparazione e consolidamento dei setti trasversali esistenti per consentire l'efficace collegamento con la struttura di rinforzo;
- costruzione di nuovi controventi sismici in direzione longitudinale in corrispondenza del perimetro;
- consolidamento delle fondazioni, necessario

in seguito dell'inserimento delle nuove strutture e alla conseguente modifica della distribuzione delle pressioni sul terreno in caso di sisma;

- tenuto conto dell'elevato livello di danneggiamento dello stato di fatto, è stata inoltre prevista la demolizione e la ricostruzione del vano scala.

L'intervento pianificato ha come obiettivo di assicurare una migliore distribuzione delle rigidità e delle resistenze nelle due direzioni principali, grazie alla disposizione planimetrica dei nuovi telai in c.a., studiata per garantire una maggiore regolarità in pianta, minimizzare gli effetti torsionali (cioè cercando di posizionare il centro di massa il meno distante possibile da quello di rigidità) e migliorare la regolarità della distribuzione delle resistenze evitando, per quanto possibile, meccanismi fragili locali o di piano. A seguito degli interventi programmati, si ritiene che la struttura possa presentare un migliore comportamento nei confronti dell'azione sismica in entrambe le direzioni.

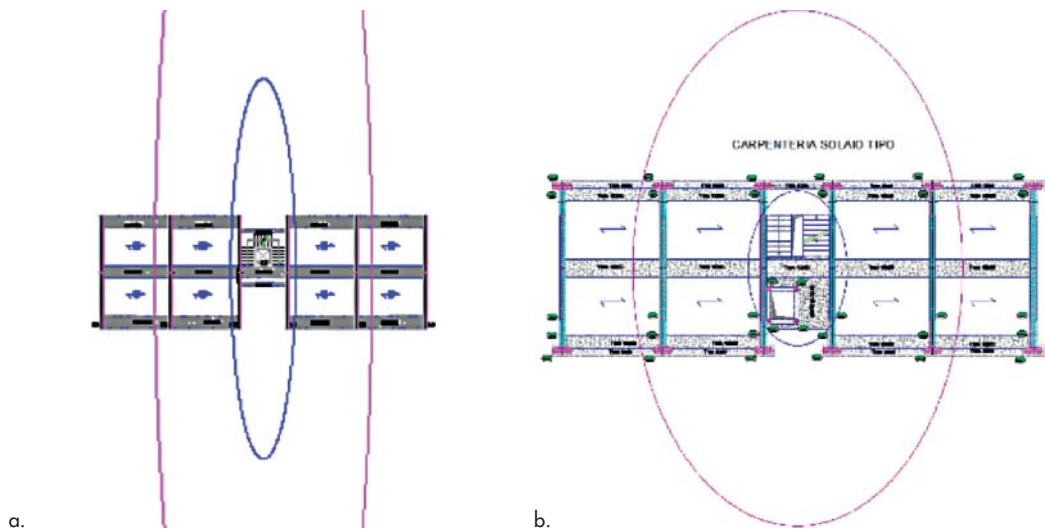
Come dimostrazione di una distribuzione più

uniforme delle rigidità in pianta<sup>5</sup>, si faccia riferimento al confronto riportato in Figura 9, fra l'ellisse delle rigidità nello stato di fatto pre-sisma, che tende ad una forma ovale molto allungata, e quello post-intervento di miglioramento sismico, caratterizzato invece da un'ellisse che tende maggiormente alla forma circolare.

Obiettivo dell'intervento è stato inoltre di aumentare la resistenza dei setti e, nel contempo, realizzare il giusto confinamento delle sezioni originarie.

Per quanto riguarda il consolidamento dei setti trasversali esistenti, si è pensato ad un rinforzo mediante placcaggio con betoncino armato. In particolare l'intervento prevedeva la messa in opera, su entrambe le facce del setto e per una fascia di lunghezza pari a 1.5 m in corrispondenza dei due bordi della parete stessa, di betoncino per ripristino strutturale. L'incremento di sezione determina, inoltre, un leggero innalzamento della resistenza dei setti nei confronti delle azioni fuori dal piano e permette un più agevole ed efficace collegamento dei nuovi setti/pilastri. Questi ultimi, previsti in corrispondenza degli estremi delle pareti esistenti di

Figura 9  
Ellisse centrale d'inerzia degli edifici esistenti a) e di quelli sismicamente rinforzati b).



<sup>5</sup> Per valutare se la disposizione planimetrica degli elementi resistenti è effettivamente accettabile, i "raggi di rigidità" del sistema strutturale si devono confrontare con le eccentricità  $e_0$  delle forze agenti, calcolate rispetto al baricentro delle rigidità. I "raggi di rigidità"

$$r_x = \sqrt{\frac{k_T}{k_x}} \quad \text{e} \quad r_y = \sqrt{\frac{k_T}{k_y}}$$

e sono i semiassi dell'ellisse delle rigidità. Se essi sono simili fra loro in  $x$  e  $y$ , l'ellisse tende a diventare un cerchio e denota una situazione ottimale in cui gli elementi verticali sono disposti in modo tale da rendere la struttura sostanzialmente indifferente alla direzione delle forze di piano agenti. Secondo l'EC8, le eccentricità  $e_{0x}$  e  $e_{0y}$  tra il centro delle rigidità e le rette di azione delle forze esterne si considerano limitate se risulta:  $e_{0x}/r_x < 0.30$  e  $e_{0y}/r_y < 0.30$ , cioè se il baricentro delle forze cade all'interno di un "nocciolo", di una zona limitata che si trova nell'interno del baricentro delle rigidità ed è estesa a circa il 9% della superficie di questa. Il rispetto di tale condizione assicura che un edificio non subirà effetti torsionali significativi per effetto delle forze orizzontali. L'ellisse delle rigidità è pertanto una figura geometrica di assoluto interesse per il progettista generale, in quanto può essere tracciata in base alle sole informazioni geometriche relative agli elementi verticali e alla loro posizione in pianta.

dimensioni 100 x 40 cm e delle nuove travi estradossate di collegamento di dimensioni 30 x 90 cm, materializzano un irrigidimento ed un miglioramento della resistenza sismica per l'edificio anche in direzione longitudinale.

Al fine di creare una struttura caratterizzata da un'efficace trasmissione delle azioni sismiche fra la parte esistente (setti trasversali) e la nuova struttura longitudinale (setti e travi, Figura 10) è fondamentale il dettaglio del collegamento fra tali elementi. Nel caso in esame si è deciso di demolire preventivamente il calcestruzzo su ambo le estremità dei setti esistenti, lasciando però intatta la loro armatura, prevedendone

l'inglobamento nel getto dei nuovi setti trasversali. In aggiunta è stata inserita un'ulteriore armatura all'interno dei nuovi setti, che si innesta su ambo i lati di quelli esistenti all'interno dello spessore del betoncino armato di placcaggio.

Gli interventi, sebbene non siano state riscontrate particolari carenze nelle fondazioni, richiedono anche una riconfigurazione ed un consolidamento delle stesse in considerazione delle differenti sollecitazioni cui saranno sottoposte e della necessità di ancoraggio delle barre longitudinali di armatura previste per gli interventi in elevazione (Figura 11).



Figura 10  
Progetto di miglioramento sismico: posizionamento nuovi setti e travi.

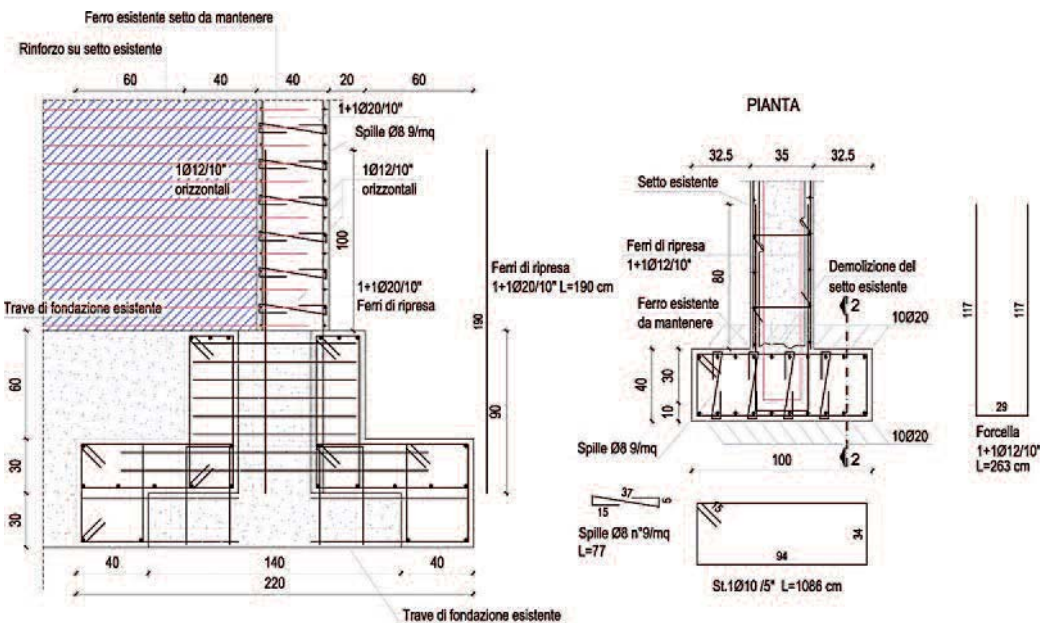


Figura 11  
Progetto di miglioramento sismico: dettaglio degli accorgimenti introdotti a livello delle fondazioni.

Riteniamo opportuno rimarcare che, per quanto riguarda i setti esistenti, il grado di vulnerabilità sismica della struttura, anche nell'ipotesi di setti non danneggiati, non è governato dalla vulnerabilità degli stessi, bensì dai meccanismi di danno che si attivano negli elementi strutturali disposti nella "direzione debole", ossia quella longitudinale, del singolo fabbricato.

In Tabella 1 è riassunta una sintesi delle verifiche nelle situazioni ante e post-operam, escludendo la possibilità di meccanismi di danno ai setti. In particolare sono riportati i valori dell'indicatore di rischio  $\alpha_u$ , ottenuto in accordo con le prescrizioni dell'attuale normativa, considerando un fattore di struttura  $q = 2.25$  per l'analisi dei meccanismi duttili (flessione) e  $q = 1.5$  per quelli fragili (taglio). Per quanto attiene al caso post-operam, le verifiche sono state condotte considerando un intervento diffuso su una fascia di 1.5 m in corrispondenza dei bordi.

Per quanto riguarda gli aspetti economici, invece, è da evidenziare come il costo valutato per il caso di intervento di miglioramento sismico (1169 €/m<sup>2</sup> + IVA) sia maggiore rispetto a quanto valutato per la sostituzione edilizia (1041 €/m<sup>2</sup> + IVA), questo, e non solo giustifica l'effettiva convenienza a procedere con l'intervento di demolizione del fabbricato e la sua ricostruzione ex-novo.

#### 4. Progetto di ricostruzione con sistema di isolamento sismico alla base

Obiettivo dell'intervento è quello di ricostruire l'edificio preservandone, per quanto possibile, l'architettura e facendo ricorso ad una strategia innovativa di protezione sismica in luogo della concezione strutturale originaria che vedeva la contemporanea presenza di sistemi di controvento a parete ed a telaio. In particolare, pur prevedendo la riproposizione dei caratteri architettonici che contraddistinguevano le facciate e la sagoma in pianta dell'edificio, la nuova tipologia costruttiva ha consentito di raggiungere elevati livelli prestazionali in condizioni statiche e sismiche ed una più flessibile distribuzione degli spazi abitativi con indubbi vantaggi, a parità di costo di costruzione, e con

indubbio vantaggio sui costi futuri di gestione e manutenzione, come descritto nel seguito.

##### 4.1 Realizzazione del sistema di isolamento alla base

Il sistema di isolamento alla base è stato realizzato per mezzo di una discontinuità strutturale (interfaccia di isolamento) lungo l'altezza della costruzione, tale da consentire ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte superiore (sovrastuttura) e quella inferiore (sottostruttura).

All'interfaccia, quindi, è demandato il compito di assicurare una capacità di spostamento globale compatibile con la domanda sismica e di permettere il disaccoppiamento delle due parti dell'edificio, grazie al quale la sovrastruttura sarà soggetta solo ad effetti sismici ridotti.

Per quanto riguarda la sottostruttura, si prevede che sia realizzata mediante fondazioni dirette a platea, muri di contenimento e pilastri di supporto in c.a. alla cui sommità saranno posizionati i singoli isolatori elastomerici, il cui compito non è solo di permettere gli spostamenti localizzati compatibili con la domanda sismica, ma anche di supportare la sovrastruttura realizzata con struttura portante intelaiata in c.a. gettata in opera (Figura 12).

##### 4.1.1 Demolizione del fabbricato esistente e realizzazione della sottostruttura

Effettuata la demolizione del fabbricato esistente e lo smaltimento delle macerie si è proceduto alla realizzazione della **sottostruttura**, che si compone dei seguenti elementi:

- **fondazione** di tipo diretto costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 60 cm;
- **muri di contenimento** del terreno necessari per la creazione del vano tecnico interrato;
- **pilastri** a supporto degli isolatori a sezione quadrata di lato 85 cm con aggiunta di elementi di ringrosso tramite pareti in c.a. dello spessore di 40 cm al fine di consentire il ricentraggio, la rimozione e/o la sostituzione degli isolatori per mezzo di martinetti idraulici.

Nelle Figure da 13 a 17 sono documentate alcune fasi di demolizione del fabbricato esistente e la successiva realizzazione del vano interrato.

Tabella 1 - Sintesi delle verifiche nelle situazioni pre-sisma e dopo l'intervento di miglioramento sismico: indicatore di rischio  $\alpha_u$  relativo alla valutazione dei meccanismi nella direzione del piano debole (longitudinale) con esclusione dei meccanismi inerenti i setti nel loro piano.

	Stato di fatto	Stato di progetto - miglioramento sismico
	Travi (di piano e/o di fondazione)	
Meccanismo duttile $q = 2.25$	0.34	0.62
Meccanismo fragile $q = 1.5$	0.34	0.64



Stralcio Fondazione

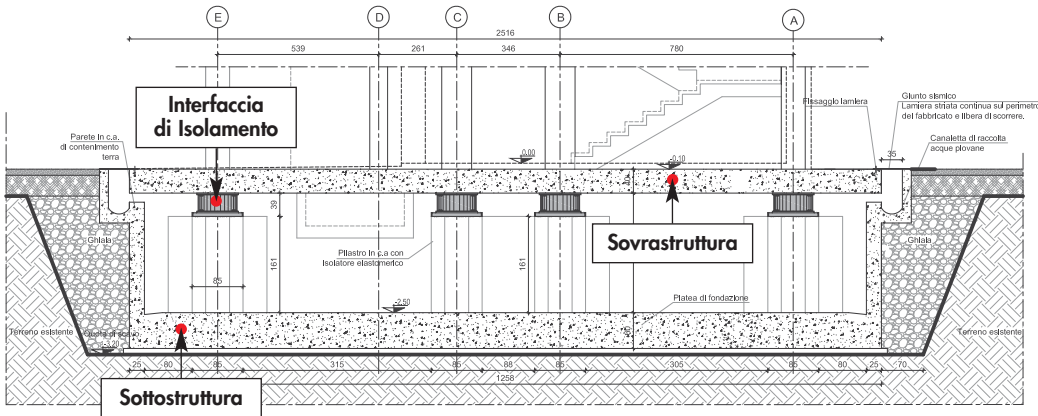


Figura 12  
Stralcio della sezione strutturale - vano tecnico dei nuovi edifici isolati.



Figura 13  
Demolizione degli edifici (a sinistra).

Figura 14  
Scavo di fondazione (a destra).



Figura 15  
Getto del magrone (a sinistra).

Figura 16  
Realizzazione della sottostruttura: posa armatura platea di fondazione e pilastri (a destra).



Figura 17  
Realizzazione della sottostruttura: getto della platea di fondazione.

#### 4.1.2 Interfaccia di isolamento sismico

Ultimata la sottostruttura si è proceduto all'inserimento dell'interfaccia di isolamento sismico, che, come anticipato, è costituita da isolatori elastomerici (Figura 18) disposti all'intradosso del primo solaio di calpestio della struttura in elevazione, costituito da una platea in c.a., e supportati dai sottostanti pilastri, anch'essi in c.a.

La disposizione in pianta degli isolatori è stata scelta tenendo conto della loro rigidezza ed in base alla masse della sovrastruttura afferenti a ciascuno di essi, valutate per aree di influenza. In tal modo si è configurato un impianto di base simmetrico che consentisse di minimizzare la distanza tra il baricentro delle masse di piano ed il baricentro di rigidezza del piano di isolamento, così da minimizzare gli effetti torsionali.

Gli isolatori elastomerici (SI) scelti sono a pianta circolare di diametro 650 mm, a miscela morbida (S) e realizzati in elastomero armato, vale a dire costituiti da strati alternati di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione. In considerazione delle sollecitazioni agenti e degli spostamenti attesi, sono state previste due tipologie: SI - S 650/200, realizzato con strati in gomma aventi spessore totale 200 mm, e SI - S 650/176, di spessore totale 176 mm.

Prima di effettuare il getto dei pilastri della sottostruttura sono stati predisposti gli alloggiamenti necessari per le zanche di ancoraggio inferiori degli isolatori. Tali predisposizioni sono state realizzate mediante canotti in PVC con diametro pari al doppio di quello delle zanche, in modo tale da garantire il loro fissaggio con una opportuna tolleranza di aggiustamento (Figura 19). In seguito alla scasseratura dei pilastri, tali elementi sono stati rimossi manualmente.

Durante la fase di posizionamento degli isolatori sui pilastri sono stati utilizzati cunei e viti di livellamento per garantire l'opportuna quota altimetrica e la perfetta orizzontalità dei dispositivi (Figura 20). Tale operazione è stata effettuata mediante livella laser (messa in quota) e livella manuale (messa a livello).

Preliminarmente al getto di completamento della base degli isolatori, gli alloggiamenti delle zanche sono stati puliti ed asciugati e, successivamente, le teste dei pilastri sono state saturate con acqua iniettata mediante una pompa manuale. È stata poi effettuata la cassetta mediante pannelli di legno ben sigillati tra loro e avente dimensioni in pianta leggermente maggiori di quelle della piastra inferiore dell'isolatore e più alta rispetto al livello dell'intradosso dell'isolatore stesso.

Figura 18  
Disposizione in pianta degli  
isolatori elastomerici.

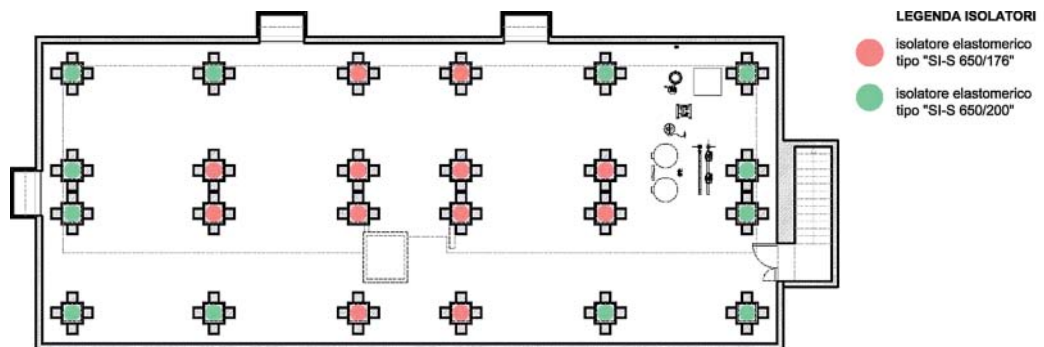
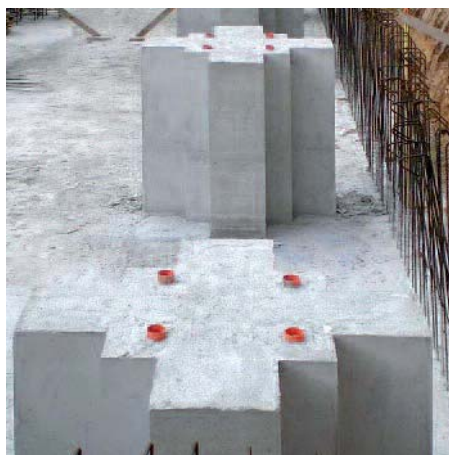


Figura 19  
Pilastri di supporto degli  
isolatori con  
predisposizione per le  
zanche di ancoraggio degli  
stessi.



È stato quindi effettuato il getto di completamento impiegando una malta cementizia fluida espansiva per ancoraggi. Lo spessore di allettamento realizzato è compreso fra 20 e 50 mm, tranne in un caso, dove ha superato i 50 mm, in cui è stato pertanto necessario predisporre un'apposita armatura in acciaio prima del getto di malta. Il getto è stato inoltre vibrato durante la colatura mediante barre in modo da garantire l'assenza di bolle d'aria all'interno della malta di allettamento. La cassaforma non è stata rimossa finché la malta non si è sufficientemente indurita (Figura 21).

Per quanto riguarda il collegamento con la sovrastruttura (Figure da 22 a 24), il calcestruzzo è stato gettato direttamente sugli isolatori già posti in opera e muniti di zanche d'ancoraggio superiori. La cassaforma è stata inoltre adattata con precisione al perimetro della piastra superiore dell'isolatore per evitare dannosi percolamenti ed effetti di parziale incassatura dell'isolatore nel getto, che avrebbero reso difficile l'eventuale sostituzione. Per tale scopo è stato inserito un foglio di materiale plastico di discontinuità fra la piastra superiore dell'isolatore e il getto della sovrastruttura.



Figura 20  
Posa e centraggio degli isolatori.

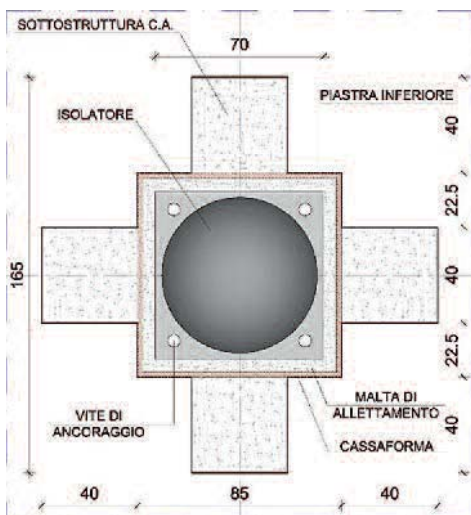


Figura 21  
Casseratura in testa ai pilastri e getto di completamento al di sotto della base degli isolatori.

Figura 22  
Posa isolatori –  
banchinaggio.

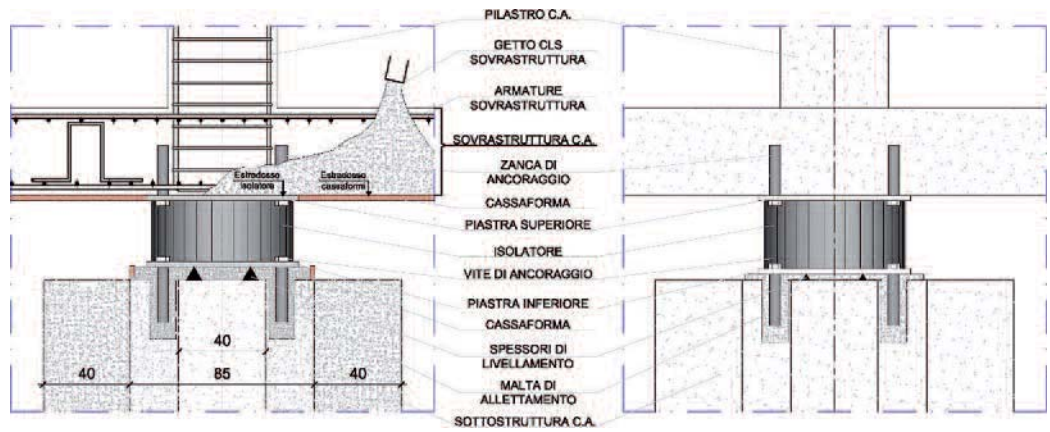


Figura 23  
Armatura della platea della  
sovrastuttura in  
corrispondenza degli  
isolatori.

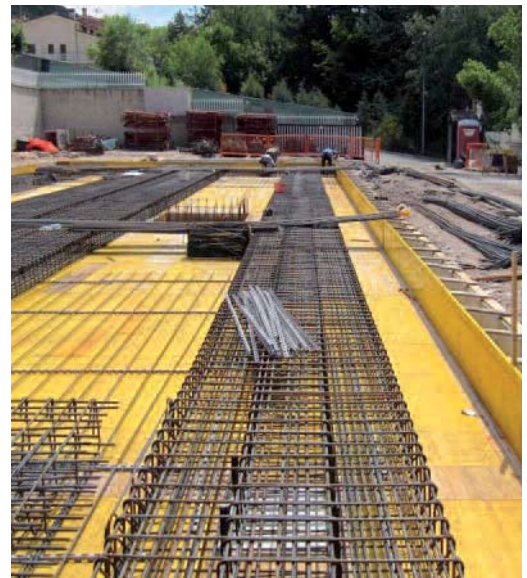




Figura 24  
Interfaccia di isolamento completata.

#### 4.2 Sovrastuttura

La sovrastuttura, di cui in Figura 25 è rappresentato il corrispondente modello f.e.m., è composta da telai in c.a. con pilastri a sezione prevalentemente rettangolare 40 x 50 cm, travi perimetrali 30 x 50 cm e travi in spessore di solaio di larghezza variabile. Per una questione pratica di realizzazione della gabbia e per consentire un maggiore confinamento, l'armatura trasversale dei pilastri, e in particolare in corrispondenza dei nodi con le travi, è costituita da staffe realizzate mediante un unico ferro opportunamente sagomato (Figura 26).

L'orizzontamento posto in corrispondenza del primo piano di calpestio è costituito da una piastra in c.a. di spessore 40 cm. Il secondo orizzon-

tamento, in corrispondenza del primo piano ad uso abitazione (Figura 27), è invece realizzato in lastre tralicciate ad armatura lenta 4 + 16 + 4 cm, mentre i restanti impalcati sono costituiti da solai in latero-cemento e soletta di completamento per uno spessore complessivo di 20 + 4 cm. I solai di calpestio in corrispondenza del vano scala sono in c.a. gettato in opera di spessore 24 cm.

Generalmente nel caso di sistemi isolati alla base, la sovrastuttura potrebbe non necessitare di particolari requisiti in termini di capacità dissipativa, in particolare se progettata per rispondere in campo elastico. In ogni caso si è ritenuto è ritenuto fosse una buona regola quella di imporre comunque il criterio di gerarchia delle resistenze

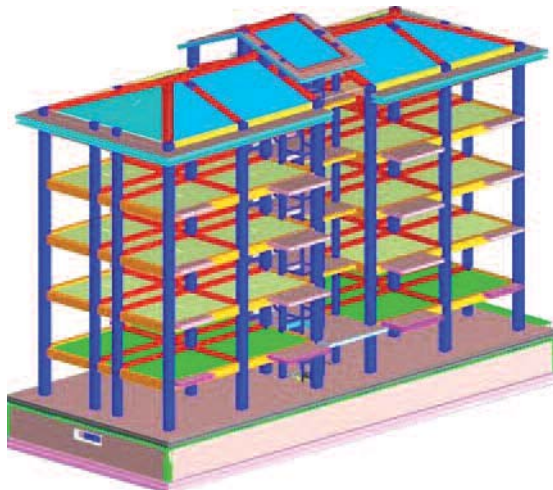


Figura 25  
Modello f.e.m. della sovrastuttura.

Figura 26  
Particolare nodo pilastro -  
trave con dettaglio della  
staffatura composta da  
elementi ricavati mediante  
la sagomatura di un unico  
ferro.

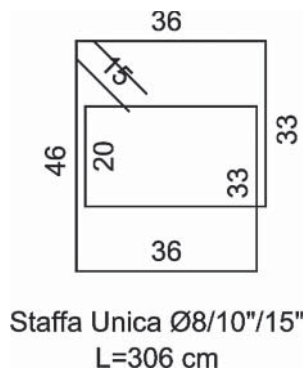
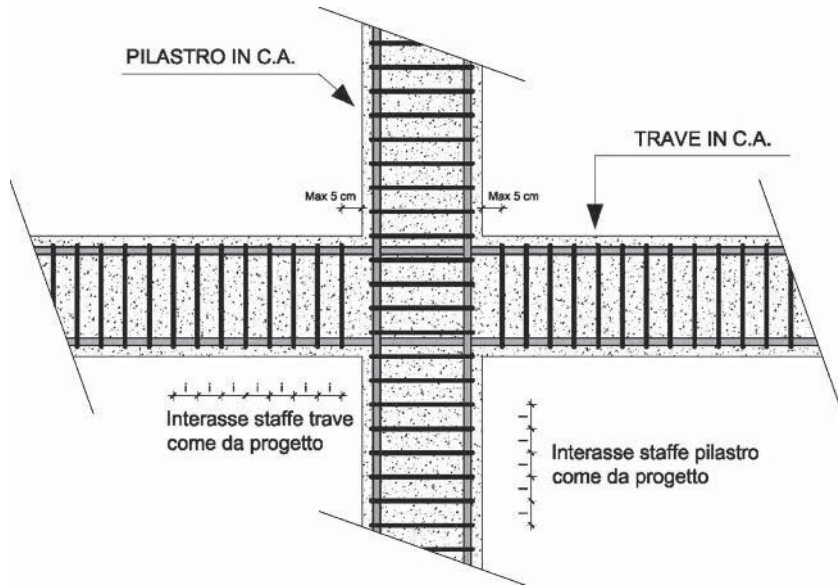
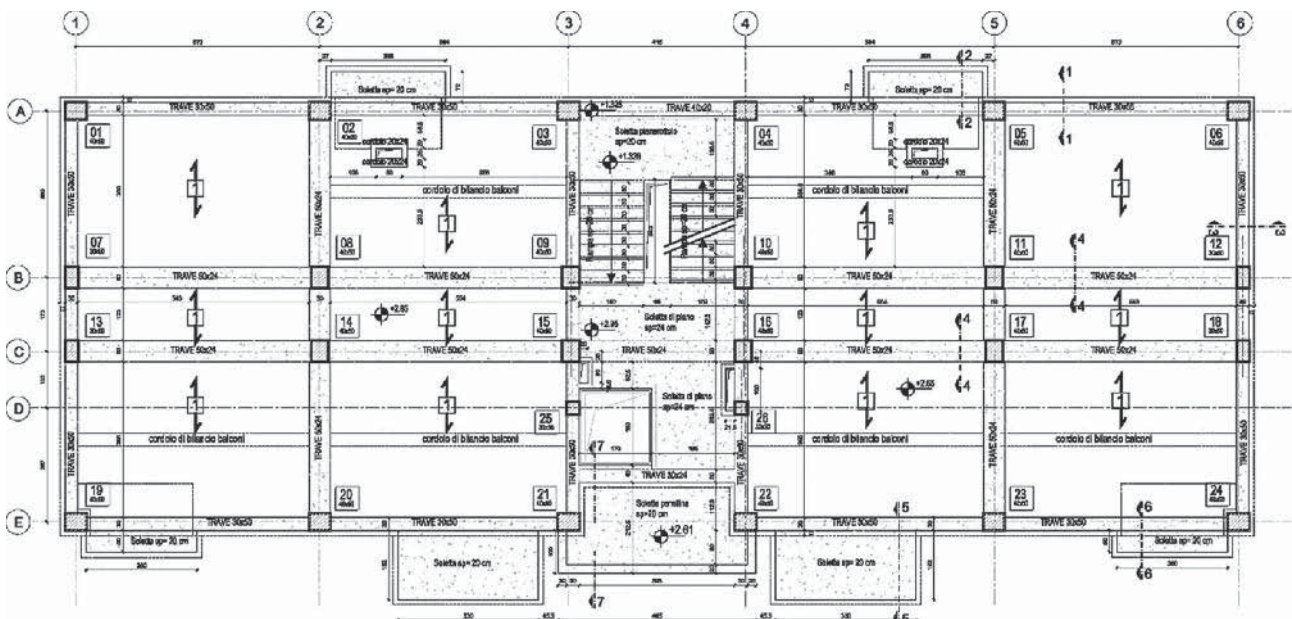
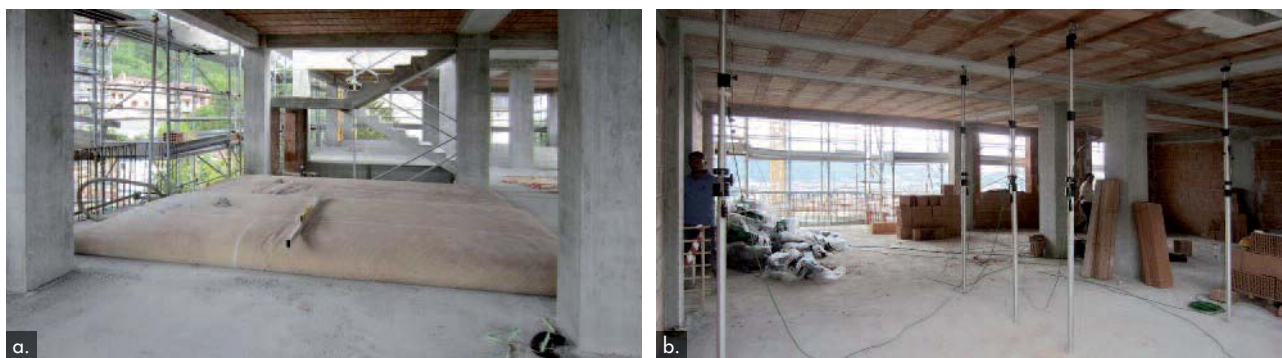


Figura 27  
Carpenteria piano primo  
(in basso).





in fase di progetto, dato che in questo modo la risposta sismica, ed in particolare il meccanismo di collasso risulta essere noto e controllato.

La sovrastruttura è stata sottoposta in corso d'opera a prove di carico statiche sul solaio e sul balcone del quarto piano allo scopo di rilevare le frecce di questi ultimi e confrontarle con quelle teoriche attese. In particolare, il carico di collaudo è stato materializzato mediante serbatoi ad acqua posizionati sull'orizzontamento (Figura 28a). Gli spostamenti verticali sono stati misurati con trasduttori elettrici fissati su aste telescopiche in alluminio e posti in contrasto con l'intradosso della struttura oggetto di prova (Figura 28b).

#### 4.3 Accorgimenti e particolari costruttivi

La progettazione, l'analisi e lo studio dei particolari costruttivi per la realizzazione dell'edificio isolato non si è limitata alla parte strutturale che compone il sistema (sottostruttura, interfaccia di isolamento e sovrastruttura), ma si è pensato, ai fini di un corretto funzionamento dell'isolamento dell'intero involucro, di esaminare gli ulteriori

aspetti pratici di rilevante importanza e risolvere le problematiche ad essi connesse.

Le opere provvisorie, quali i ponteggi, per esempio, non sono state fissate al terreno in quanto in caso di sisma tali strutture devono essere in grado di seguire i movimenti della sovrastruttura. Per tale motivo il ponteggio è stato montato direttamente sulla platea della sovrastruttura (Figura 29). Il giunto sismico (di 35 cm di spessore) è stato ricoperto con una lamiera striata in acciaio continua sul perimetro del fabbricato e libera di scorrere in caso di evento sismico, così da non subire danni e garantire al contempo un'adeguata protezione (Figura 30).

La presenza dell'interfaccia d'isolamento sismico si è dovuta necessariamente tenere in considerazione anche nella fase di progettazione e successiva realizzazione degli impianti. A livello pratico, si è previsto di utilizzare tubi e raccordi flessibili, in modo tale da consentire l'oscillazione del fabbricato sotto l'effetto del sisma (Figure da 31 a 34).

Come anticipato nella parte introduttiva, i progettisti, consapevoli del fatto che l'isolamento

Figura 28  
Prove di carico:  
a) posizionamento dei serbatoi d'acqua;  
b) misure della freccia di inflessione.



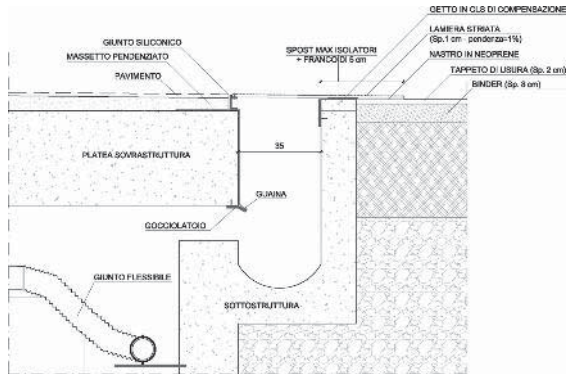
Figura 29  
Montaggio del ponteggio direttamente sulla sovrastruttura.

alla base garantisce sì l'opportuna protezione nei confronti degli eventi sismici, ma non è l'unico aspetto rilevante, hanno tenuto conto anche delle esigenze legate al comfort interno. Per completezza di informazione, si riportano quindi alcuni dettagli costruttivi dell'involucro edilizio, quali balconi e finestre, necessari per ridurre gli effetti acustici esterni, attenuare le dis-

persioni termiche localizzate, finalizzati a contribuire al raggiungimento della classe energetica di tipo A (Figura 35).

A conclusione del paragrafo, si riportano inoltre alcune immagini riguardanti gli interni, gli esterni finiti ed alcuni rendering degli edifici che meglio chiariscono quella che sarà la configurazione finale delle strutture (Figure da 36 a 40).

Figura 30  
Giunto sismico:  
a) dettaglio di progetto;  
b) protezione mediante lamiera striata a scorrimento non impedito.

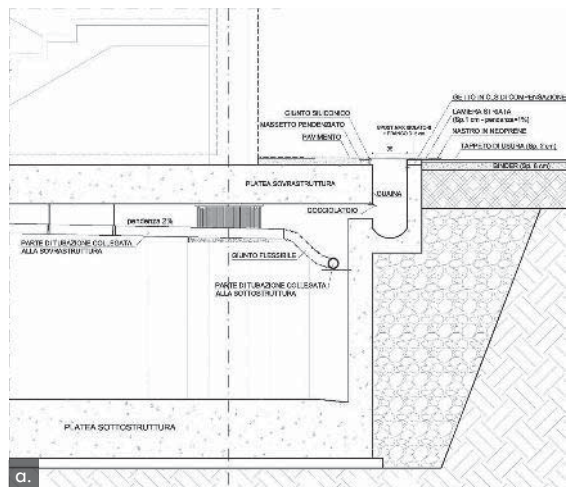


a.



b.

Figura 31  
Tubi di scarico flessibili per consentire l'oscillazione del fabbricato:  
a) dettaglio di progetto;  
b) realizzazione in opera

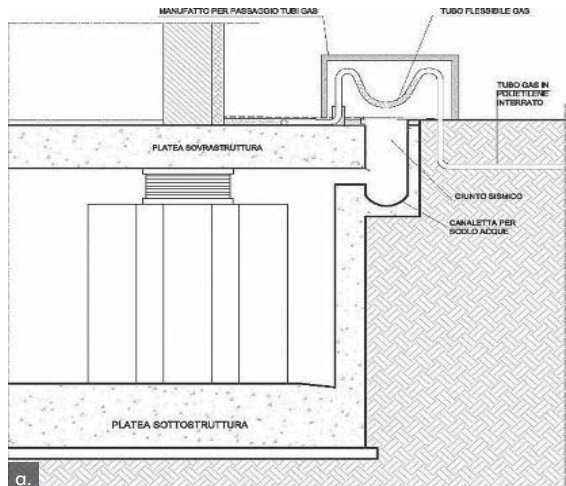


a.



b.

Figura 32  
Collegamento flessibile dei tubi del gas per consentire l'oscillazione del fabbricato:  
a) dettaglio di progetto;  
b) realizzazione in opera.



a.



b.





Figura 33  
Solare termico, dettagli dei  
collegamenti flessibili  
realizzati: a) veduta  
esterna; b) e c) vedute  
interne.

Figura 34  
Scala di accesso al vano  
isolatori.

Figura 35  
 Dettaglio isolamento termico  
 e acustico in  
 corrispondenza:  
 a) dei balconi;  
 b) delle finestre.

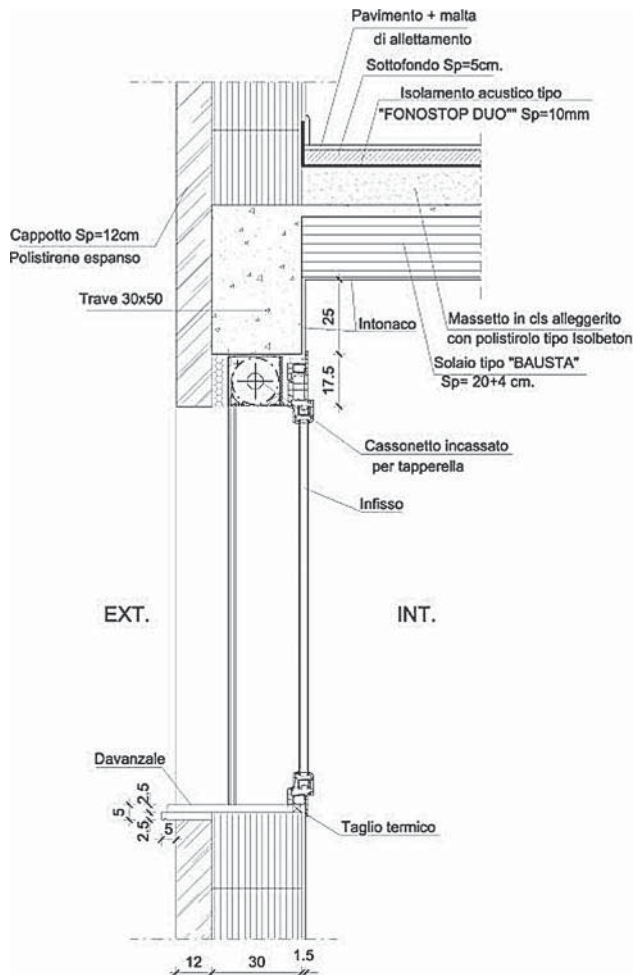
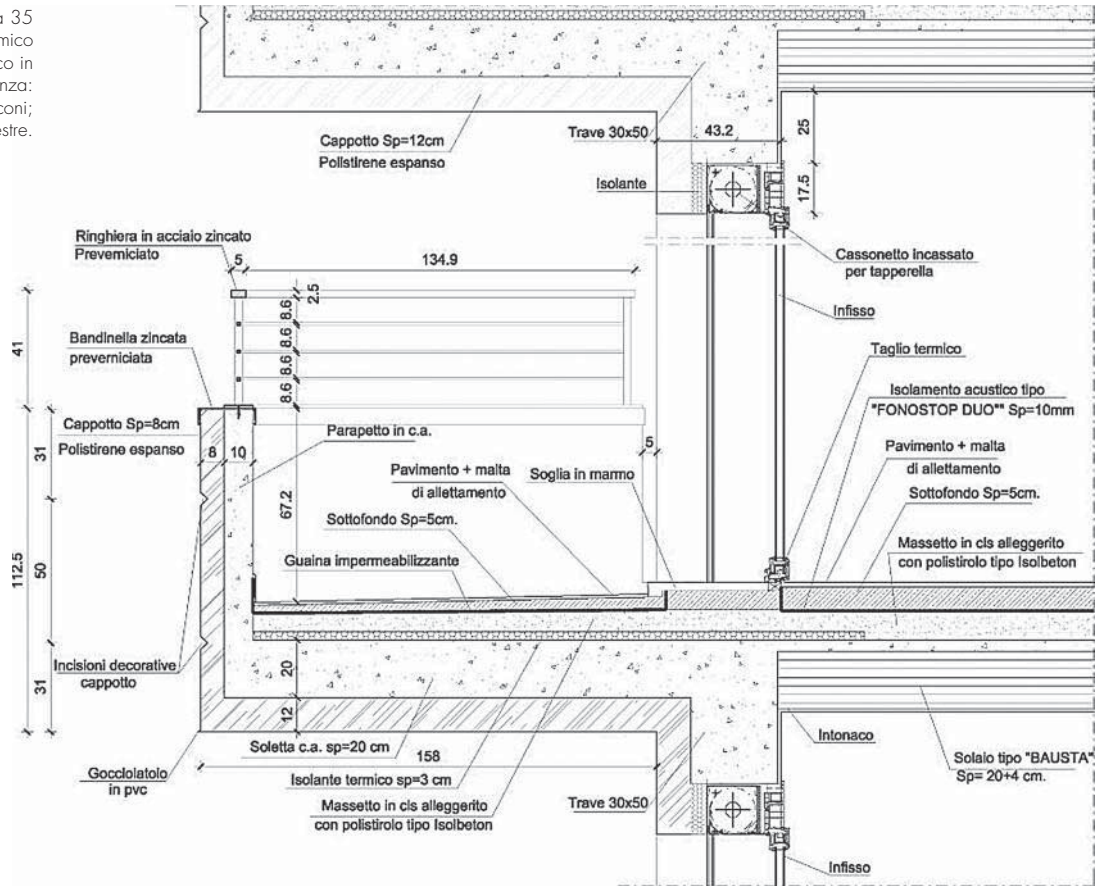




Figura 36  
Alcune vedute degli interni  
finiti delle strutture.



Figura 37  
Veduta della facciata  
completata di un edificio.



Figura 38  
Rendering zona ingresso  
fabbricato (a sinistra).

Figura 39  
Rendering sezione  
(a destra).



Figura 40  
Foto della veduta d'insieme.

#### 4.4 Alcuni dettagli sui criteri di progetto del sistema di isolamento sismico

La scelta della tipologia di isolatori di riferimento per questo progetto è stata effettuata sulla base di un pre-dimensionamento, a cui sono seguite le verifiche più dettagliate. Le ipotesi inizialmente adottate sono:

- i dispositivi sono schematizzati mediante elementi a comportamento elastico e caratteristiche lineari in termini di rigidità e smorzamento (§7.10.5.2 D.M.2008), in particolare, lo smorzamento è pari al 15%;
- la deformabilità verticale degli isolatori è trascurata in quanto il rapporto tra la rigidità verticale e quella equivalente orizzontale è  $> 800$  (§7.10.5.3.2 D.M.2008);
- le strutture del piano di posa degli isolatori e quelle del piano da cui spicca la sovrastruttura sono state considerate come infinitamente rigide, in accordo con la loro concezione strutturale ed i criteri di dimensionamento adottati;
- i pilastri di supporto relativi alla sottostruttura sono stati dimensionati in modo da contenere, in condizioni sismiche, gli spostamenti orizzon-

tali alla sommità entro 1/20 di quelli relativi al sistema di isolamento (§7.10.4.3 NTC/2008).

Nell'ambito del sopraccitato pre-dimensionamento e sulla base delle suddette ipotesi, la rigidità orizzontale  $K_{H,tot}$  del sistema è stata calcolata in via approssimata come:

$$K_{H,tot} = m^2 = m \frac{2\pi^2}{T_s^2} = 176.7 \text{ kN/cm} \quad (1)$$

dove:

$m$  è la massa sismica complessiva della sovrastruttura;

$T_s$  è il periodo di vibrazione di tentativo della struttura a base isolata, ipotizzato pari a 2.5 s.

Ricordando che la definizione della tipologia di isolatori ha dovuto tenere conto anche della loro distribuzione in modo tale da minimizzare la distanza tra il baricentro delle masse di piano ed il baricentro di rigidità del piano di isolamento, la scelta è ricaduta sui due tipi descritti già nel §4.1.2, le cui caratteristiche complete sono riportate, per maggior chiarezza, in Tabella 2.

Tabella 2 - Caratteristiche dei dispositivi di isolamento utilizzati

ISOLATORE SI-S 650/176		ISOLATORE SI-S 650/200	
Caratteristiche isolatore		Caratteristiche isolatore	
Rigidità equivalente	$K_e$ 0.75 kN/mm	Rigidità equivalente	$K_e$ 0.66 kN/mm
Rigidità verticale = $E_c \cdot A' / t_e$	$K_v$ 1017 kN/mm	Rigidità verticale = $E_c \cdot A' / t_e$	$K_v$ 895 kN/mm
Materiali - geometria		Materiali - geometria	
Modulo dinamico equivalente a taglio dell'isolatore	$G_{din}$ 0.40 MPa	Modulo dinamico equivalente a taglio dell'isolatore	$G_{din}$ 0.40 MPa
Modulo di compressibilità volumetrica dell'elastomero (Bulk)	$E_b$ 2000 MPa	Modulo di compressibilità volumetrica dell'elastomero (Bulk)	$E_b$ 2000 MPa
Diametro dell'elastomero	$D_g$ 650 mm	Diametro dell'elastomero	$D_g$ 650 mm
Diametro dei lamierini d'armatura	$D$ 630 mm	Diametro dei lamierini d'armatura	$D$ 630 mm
Spessore del singolo strato di elastomero	$t_i$ 8 mm	Spessore del singolo strato di elastomero	$t_i$ 8 mm
Numero di strati di elastomero (tutti dello stesso spessore)	$n$ 22	Numero di strati di elastomero (tutti dello stesso spessore)	$n$ 25
Spessore dei lamierini d'armatura	$t_s$ 3 mm	Spessore dei lamierini d'armatura	$t_s$ 3 mm
Spessore delle piastre esterne vulcanizzate sup/inf	$t_{s \text{ ext}}$ 20 mm	Spessore delle piastre esterne vulcanizzate sup/inf	$t_{s \text{ ext}}$ 20 mm
Spessore delle piastre di ancoraggio in acciaio sup/inf	$t_{s \text{ anch}}$ 25 mm	Spessore delle piastre di ancoraggio in acciaio sup/inf	$t_{s \text{ anch}}$ 25 mm
Altezza isolatore escluse piastre d'ancoraggio	$h$ 279 mm	Altezza isolatore escluse piastre d'ancoraggio	$h$ 312 mm
Altezza isolatore incluse piastre d'ancoraggio	$H$ 329 mm	Altezza isolatore incluse piastre d'ancoraggio	$H$ 362 mm
Lato piastre d'ancoraggio sup/inf	$Z$ 700 mm	Lato piastre d'ancoraggio sup/inf	$Z$ 700 mm
Valori di calcolo		Valori di calcolo	
Area del singolo strato in elastomero (depurata del foro)	$A$ 331831 mm <sup>2</sup>	Area del singolo strato in elastomero (depurata del foro)	$A$ 331831 mm <sup>2</sup>
Area del singolo lamierino d'armatura	$A'$ 311725 mm <sup>2</sup>	Area del singolo lamierino d'armatura	$A'$ 311725 mm <sup>2</sup>
Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero	$L$ 15834 mm <sup>2</sup>	Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero	$L$ 15834 mm <sup>2</sup>
Spessore totale dell'elastomero	$t_e$ 176 mm	Spessore totale dell'elastomero	$t_e$ 200 mm
Coefficiente per calcolo area ridotta = $2 \arccos(d_{s,c}/D)$	$\Phi$ 2.33	Coefficiente per calcolo area ridotta = $2 \arccos(d_{s,c}/D)$	$\Phi$ 2.28
Area ridotta efficace = $(\Phi - \text{sen } \Phi) D^2/4$	$A_r$ 159040 mm <sup>2</sup>	Area ridotta efficace = $(\Phi - \text{sen } \Phi) D^2/4$	$A_r$ 150981 mm <sup>2</sup>
Dimensione equivalente = $3\alpha \cdot D^2/4$	$a^2$ 0	Dimensione equivalente = $3\alpha \cdot D^2/4$	$a^2$ 0
Modulo di compressibilità assiale	$E_c$ 574 MPa	Modulo di compressibilità assiale	$E_c$ 574 MPa
Fattore di forma primario = $A'/L$	$S_1$ 19.69	Fattore di forma primario = $A'/L$	$S_1$ 19.69
Fattore di forma secondario = $D/t_e$	$S_2$ 3.58	Fattore di forma secondario = $D/t_e$	$S_2$ 3.15
Peso isolatore escluse zanche e/o viti d'ancoraggio	$W$ 520 kg	Peso isolatore escluse zanche e/o viti d'ancoraggio	$W$ 552 kg

Alle suddette tipologie di isolatori corrispondono le seguenti caratteristiche di rigidità:

- $K_e = 6.6 \text{ kN/cm}$  (SI-S650/200)
- $K_e = 7.5 \text{ kN/cm}$  (SI-S650/176)

Prevedendo 12 isolatori di tipo S650/200 e 12 di tipo S650/176, la rigidità orizzontale complessiva dell'interfaccia risulta quindi pari a  $K_{e,tot} = 169.2 \text{ kN/cm}$ , a cui corrisponde un periodo fondamentale di vibrazione pari a 2.60 s.

Tale valore, calcolato manualmente sotto ipotesi

semplificative, è stato poi confrontato con i risultati dell'analisi modale, che hanno fornito indicazioni confortanti (il periodo ottenuto dal modello era pari a 2.61 s).

Nelle Tabelle da 3 a 5 si riportano i risultati principali ottenuti dall'analisi f.e.m., sottolineando il fatto che i valori di sollecitazioni e deformazioni corrispondono ai massimi rilevati per ogni isolatore allo SLC e pertanto non appartengono necessariamente alla medesima combinazione di carico.

Tabella 3 - Analisi f.e.m.: risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni allo SLC per gli isolatori SI 650/176.

VERIFICA DELLA MASSIMA TENSIONE AGENTE NELLA GENERICA PIASTRA IN ACCIAIO							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 la tensione massima agente nella generica piastra in acciaio non deve essere maggiore di: $\sigma_s > 1,3V(t_1, t_2)/(A_r t_s) \leq f_{yk}$	n. isolatore	V (daN)	d <sub>2 SLC</sub> (mm)	$\phi$	A <sub>r</sub> mm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ daN/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s \leq f_{yk}$
	3	202212	239	2.36	164848.43	8.50	verif.soddisfatta
	4	202710	239	2.36	164848.43	8.53	verif.soddisfatta
	8	137788	249	2.33	159040.21	6.01	verif.soddisfatta
	9	180123	237	2.37	166015.058	7.52	verif.soddisfatta
	10	184648	237	2.37	166015.058	7.71	verif.soddisfatta
	11	137970	250	2.33	158461.72	6.04	verif.soddisfatta
	14	139338	251	2.32	157883.664	6.12	verif.soddisfatta
	15	175737	238	2.37	165431.54	7.37	verif.soddisfatta
	16	172094	238	2.37	165431.54	7.21	verif.soddisfatta
	17	139064	251	2.32	157883.664	6.11	verif.soddisfatta
	21	192490	241	2.36	163683.441	8.15	verif.soddisfatta
	22	195880	241	2.36	163683.441	8.30	verif.soddisfatta
VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE TOTALE DELL'ELASTOMERO							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 la deformazione totale dell'elastomero deve risultare $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_r < 5$ $\gamma_s \leq \gamma^* / 1,5 \leq 2$ dove: c = deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione s = deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale r = deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare	n. isolatore	$\gamma_c$	d <sub>2 SLC</sub> (cm)	$\gamma_s$	$\gamma_a$	$\gamma_t$	$\gamma_s \leq \gamma^* / 1,5 \leq 2$ $\gamma_t < 5$
	3	2.34	239	1.36	0.04	3.73	verif.soddisfatta
	4	2.34	239	1.36	0.04	3.74	verif.soddisfatta
	8	1.65	249	1.41	0.03	3.10	verif.soddisfatta
	9	2.07	237	1.35	0.05	3.46	verif.soddisfatta
	10	2.12	237	1.35	0.06	3.53	verif.soddisfatta
	11	1.66	250	1.42	0.04	3.12	verif.soddisfatta
	14	1.68	251	1.43	0.03	3.14	verif.soddisfatta
	15	2.02	238	1.35	0.06	3.44	verif.soddisfatta
	16	1.98	238	1.35	0.06	3.39	verif.soddisfatta
	17	1.68	251	1.43	0.04	3.14	verif.soddisfatta
	21	2.24	241	1.37	0.04	3.65	verif.soddisfatta
	22	2.28	241	1.37	0.04	3.69	verif.soddisfatta
VERIFICA SUL CARICO MASSIMO VERTICALE AGENTE SUL SINGOLO ISOLATORE							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V <sub>cr</sub> diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0  $i = V_{cr} / V > 2$ $V_{CR} > \frac{G_{din} A_r S_1 D}{t_e}$	n. isolatore	V <sub>cr</sub> (daN)	i = V <sub>cr</sub> / V	i > 2			
	3	464679.7	2.30	verifica soddisfatta			
	4	464679.7	2.29	verifica soddisfatta			
	8	448307.3	3.25	verifica soddisfatta			
	9	467968.2	2.60	verifica soddisfatta			
	10	467968.2	2.53	verifica soddisfatta			
	11	446676.6	3.24	verifica soddisfatta			
	14	445047.2	3.19	verifica soddisfatta			
	15	466323.4	2.65	verifica soddisfatta			
	16	466323.4	2.71	verifica soddisfatta			
	17	445047.2	3.20	verifica soddisfatta			
	21	461395.8	2.40	verifica soddisfatta			
	22	461395.8	2.36	verifica soddisfatta			

Tabella 4 - Analisi f.e.m.: risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni allo SLC per gli isolatori SI 650/200.

VERIFICA DELLA MASSIMA TENSIONE AGENTE NELLA GENERICA PIASTRA IN ACCIAIO							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 la tensione massima agente nella generica piastra in acciaio non deve essere maggiore di: $\sigma_s > 1,3V(t_1, t_2) / (A_r t_s) < f_{yk}$	n. isolatore	V (daN)	d <sub>2 SLC</sub> (mm)	φ	A <sub>r</sub> mm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> daN/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> ≤ f <sub>yk</sub>
	1	149038	260	2.29	152700.948	6.77	verif.soddisfatta
	2	170171	249	2.33	159040.21	7.42	verif.soddisfatta
	5	170078	250	2.33	158461.72	7.44	verif.soddisfatta
	6	148303	260	2.29	152700.948	6.73	verif.soddisfatta
	7	103138	262	2.28	151554.163	4.72	verif.soddisfatta
	12	103319	262	2.28	151554.163	4.73	verif.soddisfatta
	13	103430	263	2.28	150981.456	4.75	verif.soddisfatta
	18	105722	263	2.28	150981.456	4.85	verif.soddisfatta
	19	150027	265	2.27	149837.422	6.94	verif.soddisfatta
	20	167286	253	2.32	156728.855	7.40	verif.soddisfatta
	23	166759	253	2.32	156728.855	7.38	verif.soddisfatta
	24	149598	266	2.27	149266.099	6.95	verif.soddisfatta
VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE TOTALE DELL'ELASTOMERO							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 la deformazione totale dell'elastomero deve risultare $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma < 5$ $\gamma_s \leq \gamma^* / 1,5 \leq 2$ dove: c = deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione s = deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale = deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare	n. isolatore	γ <sub>c</sub>	d <sub>2 SLC</sub> (cm)	γ <sub>s</sub>	γ <sub>a</sub>	γ <sub>t</sub>	γ <sub>s</sub> ≤ γ* / 1,5 ≤ 2 γ <sub>t</sub> < 5
	1	1.86	260	1.30	0.06	3.22	verif.soddisfatta
	2	2.04	249	1.25	0.01	3.29	verif.soddisfatta
	5	2.04	250	1.25	0.01	3.30	verif.soddisfatta
	6	1.85	260	1.30	0.06	3.21	verif.soddisfatta
	7	1.30	262	1.31	0.05	2.66	verif.soddisfatta
	12	1.30	262	1.31	0.04	2.65	verif.soddisfatta
	13	1.30	263	1.32	0.05	2.67	verif.soddisfatta
	18	1.33	263	1.32	0.04	2.69	verif.soddisfatta
	19	1.91	265	1.33	0.06	3.29	verif.soddisfatta
	20	2.03	253	1.27	0.02	3.32	verif.soddisfatta
	23	2.03	253	1.27	0.02	3.31	verif.soddisfatta
	24	1.91	266	1.33	0.06	3.30	verif.soddisfatta
VERIFICA SUL CARICO MASSIMO VERTICALE AGENTE SUL SINGOLO ISOLATORE							
Secondo quanto suggerito nella Circolare n.617 del 02-02-2009 §C11.9.7 il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V <sub>cr</sub> diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0 $i = V_{cr} / V > 2$ $V_{CR} > \frac{G_{din} A_r S_1 D}{t_e}$	n. isolatore	V <sub>cr</sub> (daN)	i = V <sub>cr</sub> /V	i > 2			
	1	378785.4	2.54	verifica soddisfatta			
	2	394510.4	2.32	verifica soddisfatta			
	5	393075.4	2.31	verifica soddisfatta			
	6	378785.4	2.55	verifica soddisfatta			
	7	375940.8	3.65	verifica soddisfatta			
	12	375940.8	3.64	verifica soddisfatta			
	13	374520.1	3.62	verifica soddisfatta			
	18	374520.1	3.54	verifica soddisfatta			
	19	371682.3	2.48	verifica soddisfatta			
	20	388776.9	2.32	verifica soddisfatta			
	23	388776.9	2.33	verifica soddisfatta			
	24	370265.1	2.48	verifica soddisfatta			

Oltre alle prescrizioni riportate sopra e nelle Tabelle 3 e 4, in Tabella 5 si verifica che le tensioni di compressione sul sistema di isolatori siano il più possibile uniformi al fine di minimizzare le differenze di comportamento (§7.10.4.2, NTC2008) e che il rapporto tra la rigidità verticale e quella equivalente orizzontale sia maggiore di 800, in accordo con l'ipotesi sulla indeformabilità verticale (§7.10.5.2, NTC2008).

### 5. Prove di accettazione

La realizzazione dell'interfaccia dei tre fabbricati ha richiesto complessivamente 72 dispositivi di isolamento omogenei e pertanto realizzati in un unico lotto di produzione per ogni tipologia. In accordo con le prescrizioni delle NTC2008 sono state effettuate le seguenti prove di accettazione, nel rispetto della norma EN 15129:

- controllo della presenza delle targhette identificative necessarie per la rintracciabilità del pro-

Tabella 5 - Analisi f.e.m.: controllo sulla distribuzione di sollecitazioni di compressione e sul rapporto fra rigidità verticale e laterale

n. isolatore	V (daN)	A' (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{v,s,max}$	$k_e$ (kN/mm)	$k_v$ (kN/mm)	$k_v / k_e$
1	149038	311725	0.478	0.66	895	1356.1
2	170171	311725	0.546	0.66	895	1356.1
3	202212	311725	0.649	0.75	1017	1356.0
4	202710	311725	0.650	0.75	1017	1356.0
5	170078	311725	0.546	0.66	895	1356.1
6	148303	311725	0.476	0.66	895	1356.1
7	103138	311725	0.331	0.66	895	1356.1
8	137788	311725	0.442	0.75	1017	1356.0
9	180123	311725	0.578	0.75	1017	1356.0
10	184648	311725	0.592	0.75	1017	1356.0
11	137970	311725	0.443	0.75	1017	1356.0
12	103319	311725	0.331	0.66	895	1356.1
13	103430	311725	0.332	0.66	895	1356.1
14	139338	311725	0.447	0.75	1017	1356.0
15	175737	311725	0.564	0.75	1017	1356.0
16	172094	311725	0.552	0.75	1017	1356.0
17	139064	311725	0.446	0.75	1017	1356.0
18	105722	311725	0.339	0.66	895	1356.1
19	150027	311725	0.481	0.66	895	1356.1
20	167286	311725	0.537	0.66	895	1356.1
21	192490	311725	0.617	0.75	1017	1356.0
22	195880	311725	0.628	0.75	1017	1356.0
23	166759	311725	0.535	0.66	895	1356.1
24	149598	311725	0.480	0.66	895	1356.1

dotto, punzonate nello spessore della piastra esterna e riportanti la marcatura CE, l'anno di produzione, la sigla e le caratteristiche base dell'isolatore, il produttore, la commessa interna di produzione e il numero seriale del prodotto;

- selezione, tra la totalità dei dispositivi realiz-

zati, di 8 isolatori di ognuno dei due tipi da sottoporre a prove di accettazione.

Gli isolatori selezionati hanno superato le prove di accettazione svolte presso il Laboratorio dell'Università di Potenza, confermando tutti i parametri e le caratteristiche di progetto.

### Bibliografia

Ordinanza n. 3790 del 9 luglio 2009 (2009) - Contributo per la riparazione o la ricostruzione di una casa inagibile di tipo E o l'acquisto di una nuova (Gazzetta Ufficiale n.166 del 20 luglio).  
 D.M.14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.  
 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le

costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n. 27).

UNI (2009) - EN 15129 2009 - Dispositivi antisismici.  
 Cosenza, De Risi, Di Sarno, Mascolo, Pecce (2007) - Isolamento sismico di una struttura ospedaliera – Atti del XII Convegno Nazionale ANIDIS "L'ingegneria sismica in Italia", Pisa.  
 FIP Industriale (2014) - Manuale di ispezione e manutenzione degli isolatori elastomerici.

### Gli Autori

#### Angelo De Cocinis

Ingegnere strutturista, si è laureato presso l'Università Degli Studi di Salerno nel 1999. Ancor prima della laurea frequenta studi professionali e matura esperienze di cantiere e di progettazione. Dopo la laurea si trasferisce a Bologna dove collabora con studi di progettazione e lavora presso CoopCostruzioni S.c.a r.l. In questa azienda riveste diversi incarichi, dalla gestione della sicurezza nei cantieri alla revisione dei progetti esecutivi come responsabile dell'ufficio tecnico, assumendo anche l'incarico di Direttore delle cave di estrazione e frantoio di inerti, di proprietà della medesima azienda. Nel luglio 2002 fonda lo StudioDEG (De Cocinis Engineering Group), creando un nuovo gruppo di lavoro, dedicato alla progettazione strutturale, infrastrutturale ed architettonica.

#### Sara Ferrari

Laureata in Ingegneria Edile-Architettura nel 2008 presso l'Università Degli Studi di Bologna, è una collaboratrice dello Studio DEG.

#### Paolo Pederzini

Laureato in Ingegneria Edile (vecchio ordinamento) nel 2004 presso l'Università Degli Studi di Bologna, è un collaboratore dello Studio DEG.

#### Cinzia Franchini

Laureata in Ingegneria Edile-Architettura nel 2006 presso l'Università Degli Studi di Bologna, è una collaboratrice dello Studio DEG.